

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung atau bangunan yang berada di bawah permukaan tanah yang berfungsi untuk menahan beban dari struktur atas dan memindahkannya kedalam tanah keras. Struktur bawah meliputi dudukan beton (*pile cap*) dan pondasi.

Struktur bawah memikul beban-beban dari struktur atas sehingga struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati (DL), beban hidup (LL), beban gempa (E), dll.

Perencanaan struktur bawah untuk suatu bangunan harus direncanakan dengan teliti, baik dan benar. Kesalahan dalam perhitungan struktur bawah akan menyebabkan bangunan yang kokoh pada struktur atas menjadi runtuh dan berakibat fatal bagi penghuninya.

#### **2.2 Pondasi**

##### **2.2.1 Jenis-Jenis Pondasi**

Jenis-jenis pondasi dibedakan:

1. Berdasarkan yang dipakai
  - a. Pondasi batu bata
  - b. Pondasi batu kali/karang
  - c. Pondasi beton
2. Berdasarkan bentuk dan kedalaman
  - a. Pondasi dalam
  - b. Pondasi dangkal
3. Berdasarkan beban yang dipikul
  - a. Pondasi : menanggung beban vertikal
  - b. Turap : menanggung beban horizontal

### 2.2.2 Dasar-Dasar Pemilihan Jenis Pondasi

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah:

1. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
  - a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya pondasi dangkal.
  - b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang *minipile* atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.
  - c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa dipakai adalah pondasi tiang pancang atau pondasi tiang bor bilamana tidak terjadi penurunan.
  - d. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi kaisan terbuka tiang baja atau tiang yang dicor di tempat.
  - e. Bila tanah keras terletak hingga kedalaman 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

#### 2. Batasan-batasan akibat konstruksi diatasnya (*upper structure*)

Dalam pemilihan jenis pondasi kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dimana kondisi tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai, dan seberapa besar penurunan yang diijinkan terjadi pada pondasi.

#### 3. Faktor lingkungan

Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di mana suatu konstruksi itu dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang,

tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pemancangannya pasti akan menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar.

#### 4. Waktu pekerjaan

Waktu pelaksanaan pengerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pondasi tiang pancang yang membutuhkan banyak alat berat mungkin harus dipertimbangkan kembali apabila dilaksanakan pada jalan raya dalam kota yang sangat padat, karena akan menimbulkan kemacetan yang luar biasa.

#### 5. Biaya

Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung oleh pondasi tetap berdiri dengan aman.

### **2.3 Pondasi Dangkal**

#### **2.3.1 Pondasi Batu Kali**

Pondasi batu kali biasanya hanya dipakai untuk konstruksi yang tidak berat, seperti pagar, rumah tinggal sederhana yang tidak bertingkat. Pondasi batu kali biasanya ditempatkan menerus untuk pondasi dinding. Seluruh beban atap atau bangunan umumnya dipikul oleh kolom dan dinding, diteruskan ke tanah melalui pondasi menerus sepanjang dinding bangunan.

Pondasi batu kali hanya mempertimbangkan berat beban yang bekerja tanpa mempertimbangkan beban momen yang terjadi, sehingga kurang tepat apabila dipakai pada konstruksi berat/bertingkat tinggi.

#### **2.3.2 Pondasi Tapak dari Batang Bertulang**

Pondasi tapak beton bertulang digunakan pada bangunan bertingkat yang jumlah tingkatnya tidak terlalu banyak, daya dukung tanah juga tidak terlalu jelek.

Langkah-langkah perhitungan pondasi telapak dari beton bertulang adalah sebagai berikut:

##### 1. Menentukan ukuran pondasi

2. Kontrol geser
3. Menentukan pembesian
4. Menentukan besar penurunan

## 2.4 Pondasi Dalam

Pondasi tiang termaksud jenis pondasi dalam. Terdapat beberapa macam pondasi tiang, antara lain tiang pancang dan tiang bor.

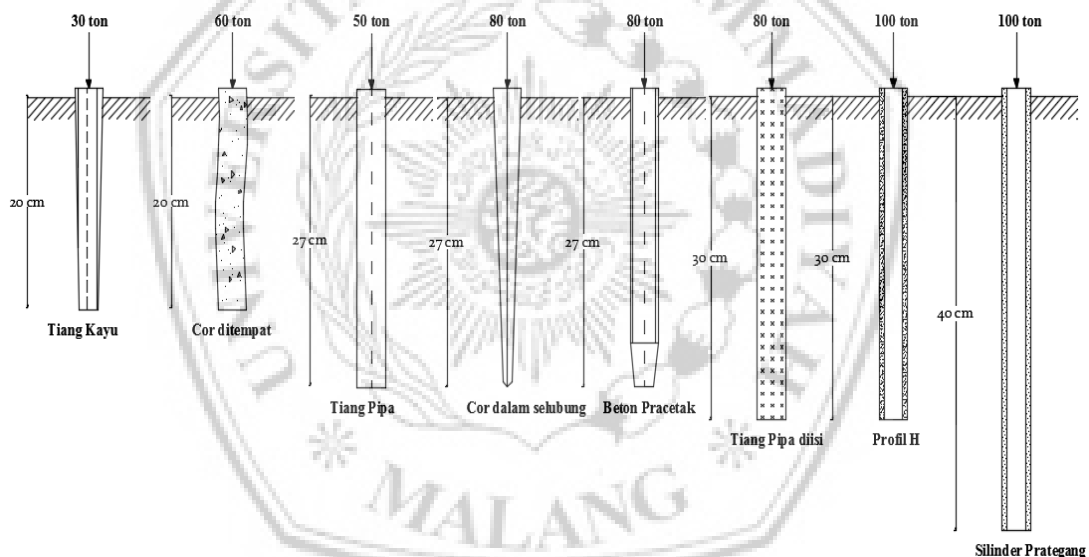
Pondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 kategori, sebagai berikut :

1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) adalah sama seperti tiang kategori pertama, hanya saja volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya tiang: tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang ujung H, tiang baja bulat ujung terbuka, tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang di dalam dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

Gambar 2.1 menunjukkan panjang maksimum dan beban maksimum untuk berbagai macam tiang yang umum dipakai dalam praktek.

Menurut Hardiyatmo (2015:77-78) saat ini telah banyak digunakan berbagai tipe pondasi dalam. Penggunaan disesuaikan dengan besarnya beban, kondisi lokasi/lingkungan, dan lapisan tanah. Nama dari tipe-tipe pondasi sangat beragam dan bergantung pada individu yang mendefinisikannya. Klasifikasi tiang yang didasarkan pada metode pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

1. Tiang pancang (*driven pile*) di mana tiang dipasang dengan cara membuat bahan berbentuk bulat atau bujursangkar memanjang yang dicetak lebih dulu dan kemudian dipancang atau ditekan ke dalam tanah.
2. Tiang bor (*drilled shaft*) di mana tiang dipasang dengan cara mengebor tanah lebih dulu sampai kedalaman tertentu, kemudian tulangan baja dimasukkan dalam lubang bor dan kemudian diisi/dicor dengan beton.
3. Kaison (*caisson*) adalah suatu bentuk kotak atau silinder telah dicetak lebih dulu, dimasukkan ke dalam tanah, pada kedalaman tertentu, dan kemudian diisi beton. Kadang-kadang kaison juga disebut sebagai tiang bor yang berdiameter/lebar besar, sehingga kadang-kadang membingungkan dalam penyebutan.



**Gambar 2.1** Panjang dan Beban Maksimum untuk Berbagai Macam Tipe Tiang yang Umum Dipakai dalam Praktek. (sumber: Hardiyatmo, 2015 : 78)

Pada proyek pembangunan Apartemen Dino Park ini digunakan pondasi tiang pancang. Penggunaan jenis pondasi tiang pancang ini berdasarkan kedalaman tanah keras dan kondisi lingkungan. Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan apabila lapisan tanah keras terletak cukup dalam. Lapisan tanah keras pada tanah proyek dapat diketahui melalui uji *Standart Penetration Test* (SPT) yang telah dilakukan sebelumnya.

## 2.5 Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan atau baja, yang digunakan untuk meneruskan (mentransmisikan) beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah (Bowles, 1991).

Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada dibawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono HS, 1988). Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman  $> 8$  m (Bowles, 1991).

Fungsi dan kegunaan dari pondasi tiang pancang adalah untuk memindahkan atau mentrasfer beban-beban dari konstruksi di atasnya (super struktur) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam.

Dalam pelaksanaan pemancangan pada umumnya dipancangkan tegak lurus dalam tanah, tetapi ada juga dipancangkan miring (*battle pile*) untuk dapat menahan gaya-gaya horizontal yang bekerja. Hal seperti ini sering terjadi pada dermaga dimana terdapat tekanan kesamping dari kapal dan perahu. Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang tergantung dari alat yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencanaannya.

Tiang Pancang umumnya digunakan :

1. Untuk mengangkat beban-beban konstruksi di atas tanah ke dalam atau melalui sebuah lapisan tanah. Di dalam hal ini beban vertikal dan beban lateral boleh jadi terlibat.
  2. Untuk menentang gaya desakan keatas, gaya guling, seperti untuk telapak ruangan bawah tanah di bawah bidang batas air jenuh atau untuk menopang kaki-kaki menara terhadap guling.
  3. Memampatkan endapan-endapan tak berkohesi yang bebas lepas melalui kombinasi perpindahan isi tiang pancang dan getaran dorongan.
- Tiang pancang ini dapat ditarik keluar kemudian.

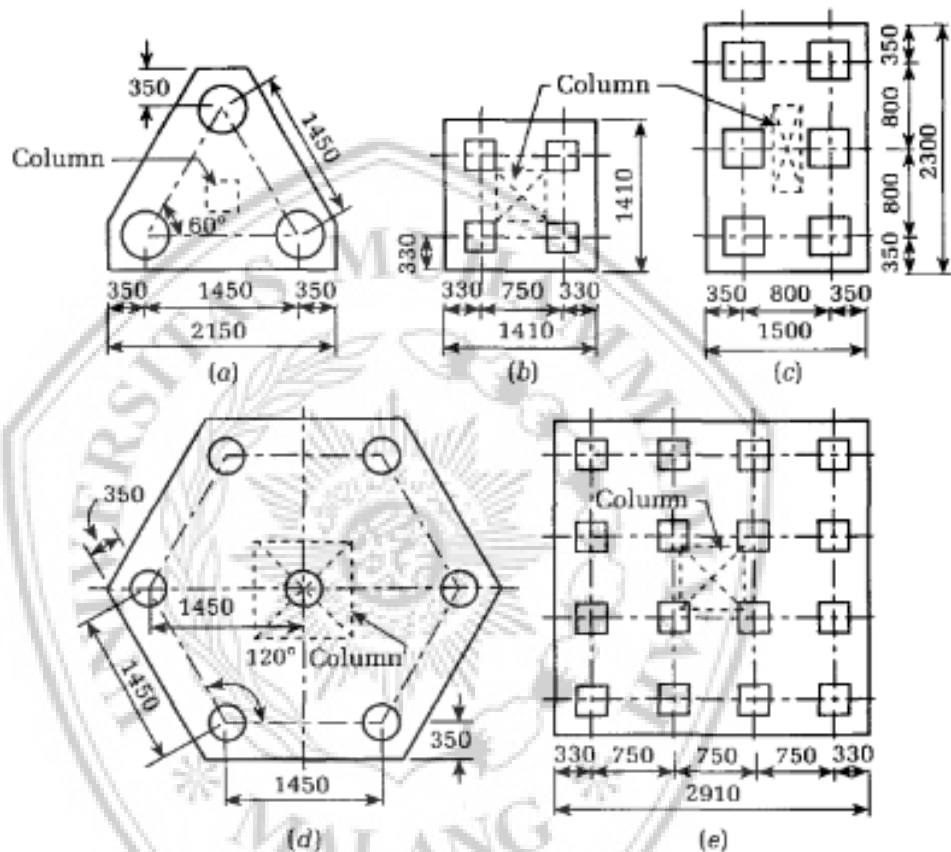
4. Mengontrol lendutan/penurunan bila kaki-kaki yang tersebar atau telapak berada pada tanah tepi atau didasari oleh sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi.
5. Sebagai faktor keamanan rambahan di bawah tumpuan jembatan dan atau pir, khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potesial.
6. Dalam konstruksi lepas pantai ntuk meneruskan beban-beban diatas permukaan air melalui air dan kedalam tanah yang mendasari air tersebut. Hal seperti ini adalah mengenai tiang pancang yang ditanamkan sebagai dan yang terpengaruh oleh baik beban vertikal (dan tekuk) maupun beban lateral (Bowles, 1991).

## 2.6 Dudukan Beton (*Pile Cap*)

Untuk memastikan bahwa tiang dipancang atau dibor benar-benar vertikal atau tepat pada rake yang ditentukan adalah tidak mungkin. Spesifikasi ICE untuk *pilling* memungkinkan penyimpangan pada tingkat permukaan awal yang tidak melebihi 75 mm ke arah manapun dari pusat tiang saat didorong ke titik tengah yang ditunjukkan pada gambar pengaturan. Penyimpangan ini untuk kepala tiang terputus pada atau di atas permukaan tanah. Penyimpangan tambahan diperbolehkan untuk kepala tiang dipotong di bawah permukaan tanah agar sesuai dengan penyimpangan maksimum yang diizinkan dari 1 dalam 75 untuk tiang vertikal, dan 1 dari 25 untuk *rake* khusus tiang yang ditentukan untuk mengumpulkan sampai 1 dari 6 dan 1 dalam 15 untuk *piles raking* sampai lebih dari 1 dalam 6. Toleransi untuk *piles raking* berasumsi bahwa persyaratan yang ditentukan untuk memberi toleransi 1 dari 50 dalam menyiapkan penumpukan tercapai (Tomlinson, M.J, 2001).

Oleh karena itu, *pile cap* harus memiliki dimensi yang cukup sehingga memungkinkan mereka mengakomodasi tiang yang menyimpang dari posisi yang diinginkan. Hal ini dapat dilakukan dengan memperpanjang *pile cap* untuk jarak 100-150 mm di luar permukaan luar tiang pada kelompok. *Pile cap* harus cukup dalam untuk memastikan perpindahan beban penuh dari kolom ke tumpuan dalam meninju geser dan dari tumpuan ke tiang (Tomlinson, M.J, 2001).

Pada kelompok tiang yang terisolasi, *pile cap* harus mencakup setidaknya tiga tiang untuk memastikan stabilitas terhadap kekuatan lateral. *Pile cap* hanya untuk dua tumpukan harus dihubungkan dengan balok dasi ke tutup yang berdekatan. Desain tipikal dari *pile caps* untuk berbagai jumlah tumpukan ditunjukkan pada Gambar 2.2 a sampai 2.2 e (Tomlinson, M.J, 2001).



**Gambar 2.2** Macam-Macam *Pile Cap* (a) Cap untuk Tiga Tiang Berdiameter 450 mm (b) Cap untuk Empat Tiang Bersisi 350 mm (c) Cap untuk Enam Tiang Bersisi 400 mm (d) Cap untuk Tujuh Tiang Berdiameter 450 mm (e) Cap untuk Enam Belas Tiang Bersisi 350 mm (Sumber: M.J Tomlinson, 2001)



## 2.7 Pembebanan

### 2.7.1 Beban Mati atau *Dead Load* (DL)

Beban mati merupakan semua berat sendiri gedung dan segala unsur tambahan yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Sesuai SNI 1727:2013, yang termasuk beban mati adalah seperti dinding, lantai, atap, plafon, tangga dan *finishing*.

**Tabel 2.1** Berat Sendiri Bahan Banguna dan Komponen Gedung

No.	Nama Material	Berat isi	Satuan
1	Beton bertulang	24	kN/m <sup>3</sup>
2	Beton	22	kN/m <sup>3</sup>
3	Air	10	kN/m <sup>3</sup>
4	Pelapis kedap air	0.14	kN/m <sup>3</sup>
5	Penutup lantai (tegel)	0.24	kN/m <sup>2</sup>
6	Adukan semen (speci)	22	kN/m <sup>3</sup>
7	Urugan pasir	16	kN/m <sup>3</sup>
8	Plafon dan penggantung	0.18	kN/m <sup>2</sup>
9	Pasangan 1/2 bata merah	2.5	kN/m <sup>2</sup>

### 2.7.2 Beban hidup atau *Live Load* (LL)

Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah.

Semua beban hidup yang mungkin bekerja pada proses konstruksi perlu dipertimbangkan untuk memperoleh hasil perhitungan yang akurat. Beban yang perlu diketahui beratnya harus berdasarkan aturan yang terdapat pada SNI 1727:2013, Beban Hidup yang perlu dipertimbangkan beratnya dapat dilihat pada Tabel 2.2 sebagai berikut.

**Tabel 2.2** Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum Lo dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian Atau Penggunaan	Merata Psf (KN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (KN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didami tanpa gudang	10 (0,48) <sup>a</sup>	
Loteng yang tidak dapat didami dengan Gudang	20 (0,96) <sup>a</sup>	
Loteng yang dapat didami dan ruang tidur	30 (1,44)	
semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,94)	
Semua hunian umah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang public dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m <sup>2</sup> )	
Koridor		
Lantai pertama		
Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, kolam renang dan penggunaan yang sama	75 (3,59) <sup>a</sup>	
bangsal dansa dan riang dansa	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Gimnasium	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Tempat menonton baik terbuka atau Tertutup	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Stadium tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96) <sup>n</sup>	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani <sup>a</sup>	1
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	
rangka kaku ringan		
rangka tumpu layar penutup	20 (0,96)	200 (0,89)

**Tabel 2.2 Lanjutan**

Hunian Atau Penggunaan	Merata Psf (KN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (KN)
Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung Langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap Atau setiap titik sepanjang komponen struktur Utama yang mendukung atap diatas pabrik		2 000 (8,9)     300 (1,33)
Gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja Pemeliharaan		300 (1,33)

(Sumber: SNI 1727:2013-25)

**2.7.3 Beban Gempa atau *Earthquake Load* (E)**

Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu (Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung No. 4 Tahun 1983). Dalam merencanakan sebuah pondasi, Beban gempa perlu diperhitungkan guna memperoleh reaksi-reaksi maksimum yang bekerja pada suatu struktur. Berikut merupakan tahapan-tahapan dalam menganalisa beban gempa yang bekerja

**2.7.3.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan**

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung yang sesuai dengan tabel 2.3, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan  $I_e$  pada tabel 2.4. (SNI 1726-2012:13)

**Tabel 2.3** Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>✓ Fasilitas sementara</li> <li>✓ Gudang penyimpanan</li> <li>✓ Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua Gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Perumahan</li> <li>✓ Rumah toko dan Rumah Kantor</li> <li>✓ Pasar</li> <li>✓ Gedung Perkantoran</li> <li>✓ Gedung apartemen/ Rumah susun</li> </ul>	II

Tabel 2.3 Lanjutan

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>✓ Bangunan insdustri</li> <li>✓ Fasilitas manufaktur Pabrik</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Bioskop</li> <li>✓ Gedung pertemuan</li> <li>✓ Stadion</li> <li>✓ Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>✓ Fasilitas penitipan anak</li> <li>✓ Penjara</li> <li>✓ Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan gangguan masal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>✓ Fasilitas penangan limbah</li> <li>✓ Fasilitas penanganan air</li> <li>✓ Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untu :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Bangunan-bangunan monumental</li> <li>✓ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>✓ Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah unit gawat darurat.</li> <li>✓ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulan, kantor polisi serta garasi kendaraan darurat.</li> <li>✓ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya.</li> <li>✓ Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>✓ Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur station listrik, tangki air pemadam kebakaran/ struktur rumah atau struktur pendkung air atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan beroperasi saat keadaan darurat.</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lainnya yang termasuk ke dalam kategori sisiko IV</p>	IV

(Sumber : SNI 1727:2012-14)

**Tabel 2.4** Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa $I_e$
<b>I atau II</b>	1,0
<b>III</b>	1,25
<b>IV</b>	1,50

(Sumber: SNI 1727:2012-15)

**2.7.3.2 Klasifikasi Situs**

Klasifikasi suatu situs digunakan untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di suatu situs harus diklasifikasi sesuai dengan tabel 2.5 sebagai berikut. (SNI 1727-2012:17)

**Tabel 2.5** Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
<b>SA (batuan keras)</b>	> 1500	N/A	N/A
<b>SB (batuan)</b>	750 sampai 1500	N/A	N/A
<b>SC (tanah keras sangat padat dan batuan lunak)</b>	350 sampai 750	> 50	$\geq 100$
<b>SD (tanah sedang)</b>	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<b>SE (tanah lunak)</b>	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser nitralisir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
<b>SF (Tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)</b>	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempeng sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

(Sumber : SNI 1727-2012-17)

Pada tabel klasifikasi situs diatas berlaku untuk profil tanah kedalaman 30 m dari permukaan tanah. Profil tanah yang mengandung beberapa jenis lapisan tanah, harus dibagi menjadi lapisan-lapisan yang diberi nomor 1 hingga  $n$ . Lapisan tanah 1 hingga  $n$  dapat berupa tanah kohesif dan tanah non kohesif, sedangkan  $k$

adalah jumlah lapisan tanah kohesif dan  $m$  adalah jumlah lapisan tanah non kohesif. Lapisan diantara 1 sampai  $n$  adalah  $i$ .

Menurut SNI 1726:2012-20 untuk mencari nilai  $\bar{N}$  dan  $\overline{Nch}$  dapat menggunakan persamaan 2.1. Persamaan 2.1 berlaku untuk tanah kohesif, tanah non kohesif dan lapisan batuan.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.1)$$

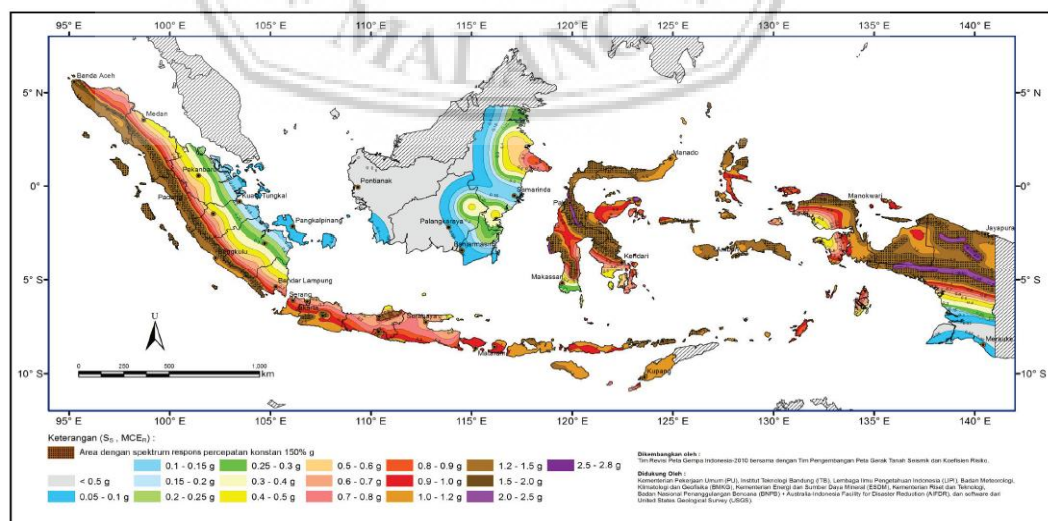
Dimana:

$d_i$  = Ketebalan setiap lapisan antara kedalaman 0 hingga 30 meter

$N_i$  = Tahanan penetrasi standar 60% energi ( $N_{60}$ )

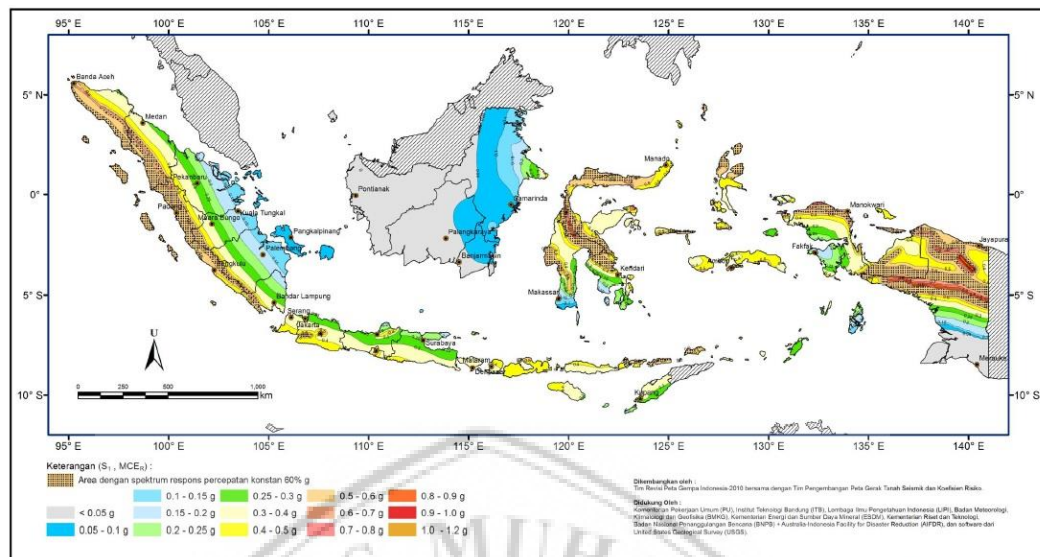
### 2.7.3.3 Peta Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ )

Peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien risiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake*, MCE) dapat dilihat pada gambar 2.3 dan gambar 2.4. Pada gambar 2.3 dan 2.4 secara berturut-turut menunjukkan parameter-parameter gerak tanah  $S_s$  dan  $S_1$ , kelas situs SB.  $S_s$  yaitu parameter nilai percepatan respons spektral gempa  $MCE_R$  risiko-tertarget pada perioda pendek, sedangkan  $S_1$  yaitu parameter nilai percepatan respons spektral gempa  $MCE_R$  risiko-tertarget pada perioda 1,0 detik.



**Gambar 2.3— $S_s$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ ) Kelas Situs SB (Sumber : SNI 1727:2012-134)**





**Gambar 2.4—S<sub>1</sub>, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE<sub>R</sub>) Kelas Situs SB (Sumber : SNI 1727:2012-135)**

#### 2.7.3.4 Koefisien-koefisien Situs dan Parameter-parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE<sub>R</sub>)

Menurut SNI 1726:2012-21 dalam menentukan respons spektral percepatan gempa MCE<sub>R</sub> di permukaan tanah, maka diperlukannya suatu amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ), Koefisien ( $F_a$ ) dan ( $F_v$ ) dapat dilihat secara berturut-turut pada tabel 2.6 dan 2.7. Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dalam perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.3)$$

Dimana:

$S_s$  = Paramter respons spektral percepatan gempa MCE<sub>R</sub> terpetakan untuk perioda pendek

$S_1$  = Paramter respons spektral percepatan gempa MCE<sub>R</sub> terpetakan untuk perioda 1,0 detik

$F_a$  = Koefisien perioda pendek

$F_v$  = Koefisien perioda 1,0 detik

**Tabel 2.6** Koefisien Situs  $F_a$ 

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa $MCE_R$ Terpetakan Pada Periode Pendek, $T=0,2$ Detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

(Sumber : SNI 1727:2012-22)

**Tabel 2.7** Koefisien Situs  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa $MCE_R$ Terpetakan Pada Periode Pendek, $T=0,2$ Detik, $S_1$				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	$SS^b$				

(Sumber : SNI 1727:2012-22)

**CATATAN :**

- Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  atau  $S_1$ , dapat dilakukan interpolasi linier.

**2.7.3.5 Parameter Percepatan Spektral Desain**

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek  $S_{DS}$  dan pada periode 1,0 detik  $S_{D1}$ . Harus ditentukan melalui rumus berikut. (SNI 1726-2012:22)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.5)$$

**2.7.3.6 Spektrum Respon Desain**

Menurut SNI 1726:2012-23 Kurva spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar 2.5 dan harus mengikuti ketentuan sebagai berikut.

- a) Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_o$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$  harus diambil dari persamaan berikut :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right) \quad (2.6)$$



- b) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_o$ , dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum percepatan desain  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$
- c) Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$  dapat diambil berdasarkan persamaan sebagai berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.7)$$

Dimana :

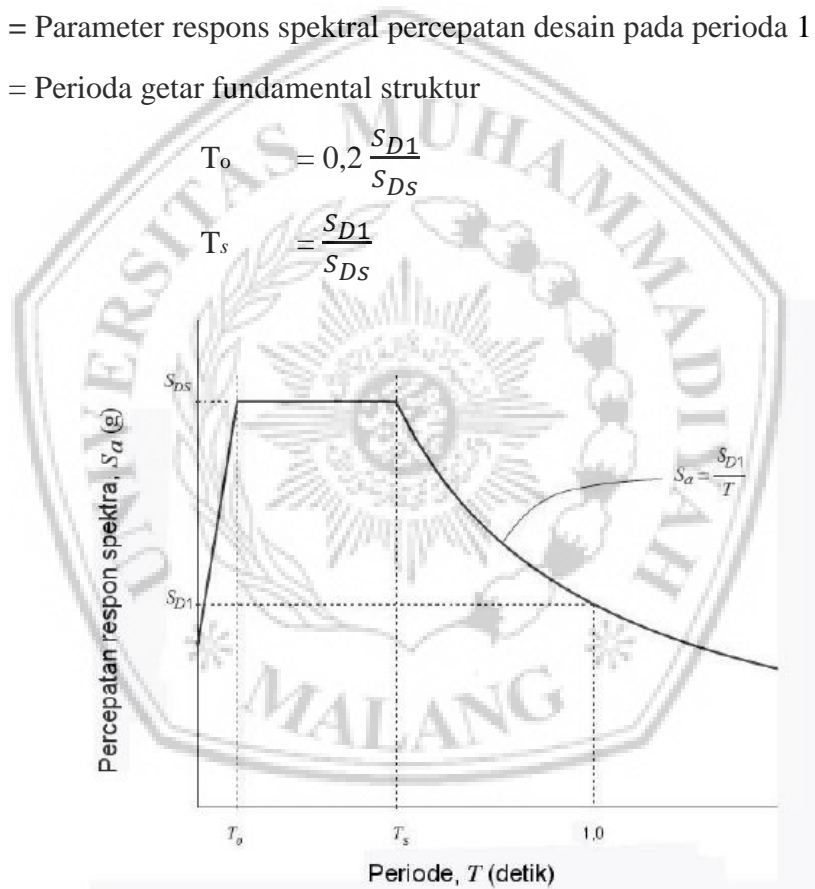
$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

$S_{D1}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.9)$$



**Gambar 2.5** Spektrum Respon Desain  
(Sumber : SNI 1727:2012-23)

#### 2.7.3.7 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726:2012-24 Masing masing bangunan harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ , yang mengacu pada tabel 2.8 dan tabel 2.9.

**Tabel 2.8** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko		
	I atau II	atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A		A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B		C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C		D
$0,50 \leq S_{DS}$	D		D

(Sumber : SNI 1727:2012-24)

**Tabel 2.9** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori Risiko		
	I atau II	atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A		A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B		C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C		D
$0,20 \leq S_{D1}$	D		D

(Sumber : SNI 1727:2012-25)

### 2.7.3.8 Kombinasi Perangkai Dalam Arah Yang Berbeda

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa pada masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Apabila sistem yang berbeda digunakan, maka masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus digunakan pada setiap sistem, batasan sistem tersebut termuat pada tabel 2.10.

**Tabel 2.10** Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koef. Modifikasi Respons, $R^a$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0^g$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d^b$	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
A. Sistem Dinding Penumpu								
B. Sistem Rangka Bangunan								
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.10 Lanjutan

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koef. Modifikasi Respons, $R^a$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0^g$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d^b$	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
2. Rangka Batang Baja Pemikul Momen Khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka Baja Pemikul Momen Menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,l</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>l</sup>
4. Rangka Baja Pemikul Momen Biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>l</sup>
5. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka Baja dan Beton Komposit Terkekang Parsial Pemikul Momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka Baja Canai Dingin Pemikul Momen Khusus dengan Pembautan	3½	3°	3½	10	10	10	10	10

(Sumber: SNI 1726:2012-34)

### 2.7.3.9 Periode Fundamental Pendekatan

Menurut SNI 1726 (2012:55) dalam melakukan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur  $T$ , dapat dilakukan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan  $T_a$ . dapat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (2.10)$$

$$T_{max} = C_u \cdot T_a \quad (2.11)$$

Dimana :

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan (Detik)

$h_n$  = Ketinggian struktur (m), dari dasar hingga tingkat tertinggi.

$C_t$  dan  $x$  = Ditentukan pada Tabel 2.12

$T_{max}$  = Periode fundamental maximum (Detik)

Periode fundamental struktur ( $T$ ) tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung, nilai ( $C_u$ ) dapat dilihat pada tabel 2.11.

**Tabel 2.11** Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 Detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SNI 1727:2012-56)

**Tabel 2.12** Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
<b>Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa</b>		
<b>Rangka baja pemikul momen</b>	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
<b>Rangka beton pemikul momen</b>	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
<b>Rangka baja dengan bresing eksentris</b>	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
<b>Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk</b>	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
<b>Semua sistem struktur lainnya</b>	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

(Sumber : SNI 1727:2012-56)

#### 2.7.3.10 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik ( $V$ ), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan yang berada pada SNI 1726 (2012:54) yaitu sebagai berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.12)$$

Dimana :

$C_s$  = Koefisien respons seismik yang ditentukan

$W$  = Berat seismik efektif

### 2.7.3.11 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Menurut SNI 1726 (2012:54), koefisien respons seismik ( $C_s$ ), Harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

Dimana :

$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

$R$  = Faktor modifikasi respons

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

Nilai  $C_s$  yang dihitung dengan menggunakan persamaan diatas tidak perlu melebihi hasil dari persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

Niali  $C_s$  yang dihitung dengan menggunakan persamaan diatas, nilainya harus tidak kurang dari hasil persamaan sebagai berikut:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.15)$$

### 2.7.3.12 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726 (2012:57), gaya gempa lateral ( $F_x$ ) yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2.16)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad (2.17)$$

Dimana :

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (KN)

$W_i$  dan  $W_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  = Tinggi dari dasar hingga tingkat  $i$  atau  $x$  (m)

- $k$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.
- Untuk struktur yang mempunyai perioda 0,5 dt, maka  $k = 1$
  - Untuk struktur yang mempunyai perioda 2,5 dt, maka  $k = 2$
  - Untuk struktur yang mempunyai perioda 0,5 dan 2,5 dt, maka  $k$  harus sebesar 2 atau bisa ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

#### 2.7.4 Beban Kombinasi Berfaktor

Berdasarkan SNI 1726 (2012:15) komponen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kekuatan rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

**Tabel 2.13** Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

Beban	Metode Ultimit
Beban Mati	1,4D
Beban Hidup	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)
Beban angin	1,2D + 1,6(Lr atau R) + (L atau 0,5W) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R) 0,9D + 1,0W
Beban gempa	1,2D + 1,0E + L 0,9D + 1,0E

(sumber: SNI 1726:2012)

#### 2.8 Analisa Struktur

Perhitungan pembebanan yang meliputi perhitungan beban mati, beban hidup, dan beban gempa dihitung dengan bantuan perangkat lunak ETABS 2015.

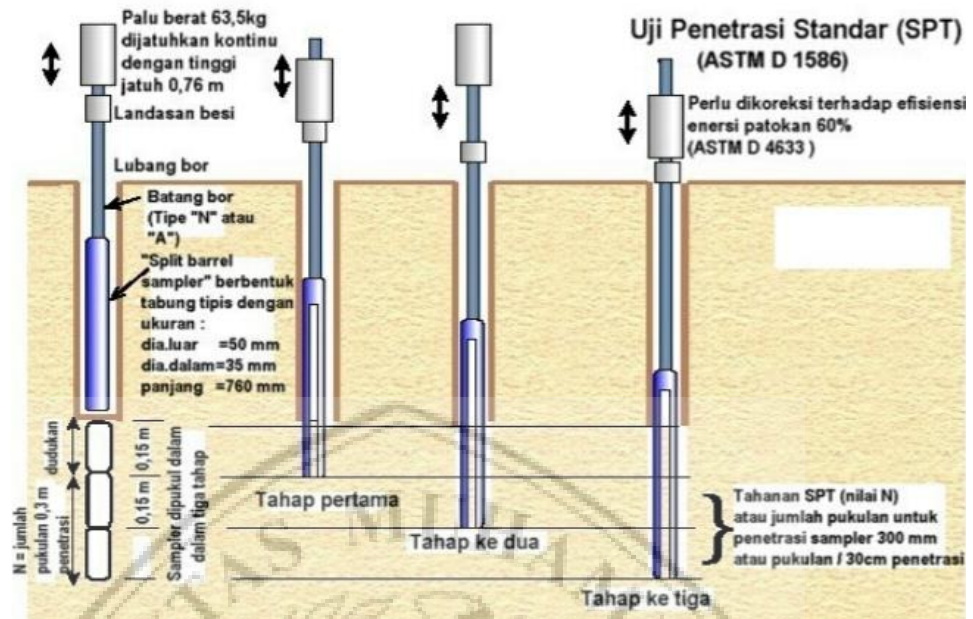
#### 2.9 Pengujian *Standart Penetration Test* (SPT)

Menurut SNI 4153 (2008:1) pengujian *Standart Penetration Test* (SPT) adalah metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Uji SPT terdiri atas uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah, disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm vertikal. Dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan berat 63,5 kg, yang dijatuhkan secara berulang dengan

tinggi jatuh 0,76 m. Pelaksanaan pengujian dibagi dalam tiga tahap, yaitu berturut-turut setebal 150 mm untuk masing-masing tahap. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap ke-dua dan ke-tiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m).

Berikut prosedur pengujian menurut SNI 4153 (2008:4-5) :

1. Lakukan pengujian pada setiap perubahan lapisan tanah atau pada interval sekitar 1,50 m s.d 2,00 m atau sesuai keperluan.
2. Tarik tali pengikat palu (*hammer*) sampai pada tanda yang telah dibuat sebelumnya (kira-kira 75 cm)
3. Lepaskan tali sehingga palu jatuh bebas menimpa penahan (Gambar 2.6)
4. Ulangi 2) dan 3) berkali-kali sampai mencapai penetrasi 15 cm.
5. Hitung jumlah pukulan atau tumbukan N pada penetrasi 15 cm yang pertama.
6. Ulangi 2), 3), 4) dan 5) sampai pada penetrasi 15 cm yang ke-dua dan ke-tiga.
7. Catat jumlah pukulan N pada setiap penetrasi 15 cm:  
 15 cm pertama dicatat  $N_1$ ;  
 15 cm ke-dua dicatat  $N_2$ ;  
 15 cm ke-tiga dicatat  $N_3$ ;  
 Jumlah pukulan yang dihitung adalah  $N_2 + N_3$ . Nilai  $N_1$  tidak diperhitungkan karena masih kotor bekas pengeboran.
8. Bila nilai N lebih besar dari 50 pukulan, hentikan pengujian dan tambah pengujian sampai minimum 6 meter.
9. Catat jumlah pukulan pada setiap penetrasi 5 cm untuk jenis tanah batuan.



**Gambar 2.6** Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT).

(Sumber: SNI 4153:2008-5)

Untuk menentukan tingkat kepadatan atau konsistensi tanah, *Terzaghi and Peck (1948)* mengkategorikan jenis tanah berdasarkan nilai N hasil uji penetrasi standart (SPT) disajikan dalam Tabel 2.14 dan Tabel 2.15.

**Tabel 2.14** Hubungan N dengan Kerapatan Relatif ( $D_r$ ) Tanah Pasir

Nilai N	Kerapatan Relatif ( $D_r$ )
< 4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
> 50	Sangat Padat

(Sumber : Hardiyatmo, 2014:65)



**Tabel 2.15** Hubungan Nilai N, Konsistensi dan Kuat Tekan-Bebas ( $q_u$ )  
untuk Tanah Lempung Jenuh

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas ( $q_u$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
< 2	Sangat lunak	< 25
2 – 4	Lunak	25 – 50
4 – 8	Sedang	50 – 100
8 – 15	Kaku	100 – 200
15 – 30	Sangat Kaku	200 – 400
> 30	Keras	> 400

(Sumber : Hardiyatmo, 2014:66)

## 2.10 Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material itu sendiri.

### 2.10.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut :

Berdasarkan Data N SPT (Mayerhof)

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{st}}{FK2} \quad (2.18)$$

Dimana :

$P''$  = daya dukung ijin tekan tiang

$q_c$  = 20 N, untuk silt/clay = 40 N, untuk sand

N = nilai N SPT

$A_p$  = luas penampang tiang

$A_{st}$  = keliling penampang tiang

$l_i$  = panjang segmen tiang yang ditinjau

$f_i$  = gaya geser pada selimut segmen tiang

= N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup>, untuk silt/clay

= N/5 maksimum 10 ton/m<sup>2</sup>, untuk sand

FK1, FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

### 2.10.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan formula sebagai berikut :

Data N SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_{fi} \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \quad (2.19)$$

Dimana :

$P_{ta}$  = daya dukung ijin tarik tiang

$W_p$  = berat pondasi

### 2.11 Jumlah Tiang yang Dibutuhkan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL+LL (beban terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang adalah dengan formula berikut:

$$np = \frac{P}{P_{all}} \quad (2.20)$$

Dimana :

$np$  = jumlah tiang

$P$  = gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = daya dukung ijin tiang

### 2.12 Efisiensi Kelompok Tiang

Daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (group action). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh group action ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbare dari Uniform Building Code AASHTO adalah :

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.21)$$

Dimana :

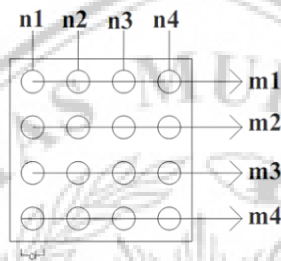
$Eg$  = efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = arc tan(D/s) (derajat)

$S$  = jarak antar tiang (as ke as)

$M$  = jumlah tiang dalam satu kolom

$N$  = jumlah tiang dalam satu baris

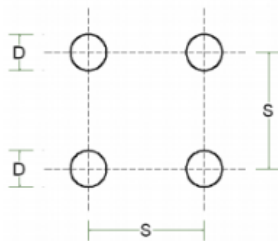


**Gambar 2.7** Susunan Kelompok Tiang

Daya dukung ijin kelompok tiang =  $Eg \times \text{jumlah tiang} \times \text{daya dukung ijin tiang}$ . Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari gaya aksial yang terjadi (Pamungkas, 2013).

### 2.13 Jarak Antar Tiang

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan:



$$S \geq 2,5D \quad (2.22)$$

$$S \geq 3D \quad (2.23)$$

$S$  = Jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

$D$  = Diameter tiang

**Gambar 2.8** Jarak Pusat ke Pusat Tiang

(sumber: Sardjono)

### 2.14 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat dari beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi ting dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karen itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \sum X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \sum Y^2} \quad (2.24)$$

Dimana :

$P_{maks}$  = beban maksimum tiang

$P_u$  = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

$M_y$  = momen yng bekerja tegak lurus sumbu Y

$X_{max}$  = jarak tiang arah sumbu X terjauh

$Y_{max}$  = jarak tiang arah sumbu Y terjauh

$\sum X^2$  = jumlah kuadrat X

$\sum Y^2$  = jumlah kuadrat Y

$n_x$  = bayak tiang dalam satu baris arah sumbu X

$n_y$  = bayak tiang dalam satu baris arah sumbu Y

$np$  = jumlah tiang

Bila  $P_{maks}$  yang terjadi bernilai positif, maka *pile* mendapat gaya tekan. Bila  $P_{maks}$  bernilai negatif maka *pile* mendapat gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang mesih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik. (Pamungkas, 2013)

### 2.15 Daya Dukung Horizontal

McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada *pile cap* paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termaksud tiang ujung bebas (*free end pile*).

Persamaan daya dukung horizontal pada tanah kohesif dan ujung terjepit :

(a) Untuk tiang pendek

$$H_u = 9C_u D (L_p - 3D/2) \quad (2.25)$$

$$M_{max} = H_u (L_p/2 + 3D/2) \quad (2.26)$$

(b) Untuk tiang sedang

$$M_y = (9/4) C_u D g^2 - 9C_u D f (3D/2 + f/2) \quad (2.27)$$

$$H_u \text{ dihitung dengan mengambil } L_p = 3D/2 + f + g \quad (2.28)$$

Dimana :

$C_u$  = *undrained strenght*

$D$  = diameter tiang

$L_p$  = panjang tiang yang tertanam

Cek apakah momen maksimum pada kedalaman  $(f + 3D/2)$  lebih kecil dari  $M_y$ . Jika  $M_{max} > M_y$  maka tiang termaksud tiang panjang ( $M_{max} > M_y$ ). Nilai  $H_u$  dinyatakan oleh persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.29)$$

## 2.16 Penulangan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Sardjono (1991:42) penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan dua titik dan pengangkatan satu titik. Dalam penulangan pondasi tiang pancang diperlukan adanya kontrol terhadap kekuatan bahan tiang pancang yaitu :

$$\bar{P} \text{ tiang} = \bar{\sigma} \text{ bahan} \cdot A \text{ tiang} \quad (2.30)$$

Dimana:

$\bar{P}$  tiang = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg).

$\bar{\sigma}$  bahan = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm<sup>2</sup>).

$$= 0,6 \times F_c'$$

$A$  tiang = luas penampang tiang pancang (cm<sup>2</sup>).

### 2.16.1 Pengangkatan Dua Titik

Penulangan Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan dua titik dapat dilihat pada Gambar 2.9 (Sardjono, 1991: 51-52).

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.31)$$

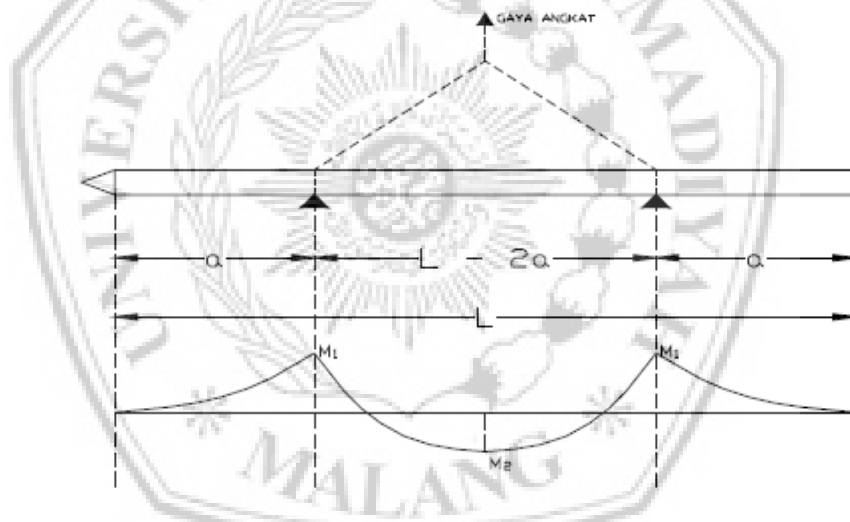
dengan :  $g$  = berat sendiri tiang pancang (kg/m)

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.32)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.33)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0 \quad (2.34)$$



**Gambar 2.9** Pengangkatan Tiang di Dua Titik. (Sumber: Sardjono, 1991:51)

### 2.16.2 Pengangkatan Satu Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan satu titik dapat dilihat pada Gambar 2.10 (Sardjono, 1991: 52-53).

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.35)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2}{L - a} \quad (2.36)$$

$$= \frac{g(L-a)}{2} - \frac{g \cdot a^2}{2(L-a)} \quad (2.37)$$

$$= \frac{g L^2 - 2 \cdot a \cdot g L}{2 (L-a)} \quad (2.38)$$

$$M_x = R_{1x} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad (2.39)$$

Syarat ekstrim:

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \quad (2.40)$$

$$R_1 - gx = 0 \quad (2.41)$$



**Gambar 2.10** Pengangkatan Tiang di Satu Titik. (Sumber: Sardjono, 1991:52)

Maka:

$$x = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2 (L-a)} \quad (2.42)$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2 (L-a)} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left( \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2 (L-a)} \right)^2 \quad (2.43)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2 (L-a)} \quad (2.44)$$

$$M_1 = M_2 \dots \dots \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2 (L-a)} \quad (2.45)$$

$$a = \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2 (L-a)} \quad (2.46)$$

$$2a - 4aL + L^2 = 0 \quad (2.47)$$

Dalam hal ini, hasil momen dari kedua pengangkatan yang terbesar adalah keadaan yang paling menentukan. Penulangan pondasi selanjutnya memiliki cara yang sama persis dengan penulangan *pile cap* dimana tiang pancang dianggap sebagai balok.

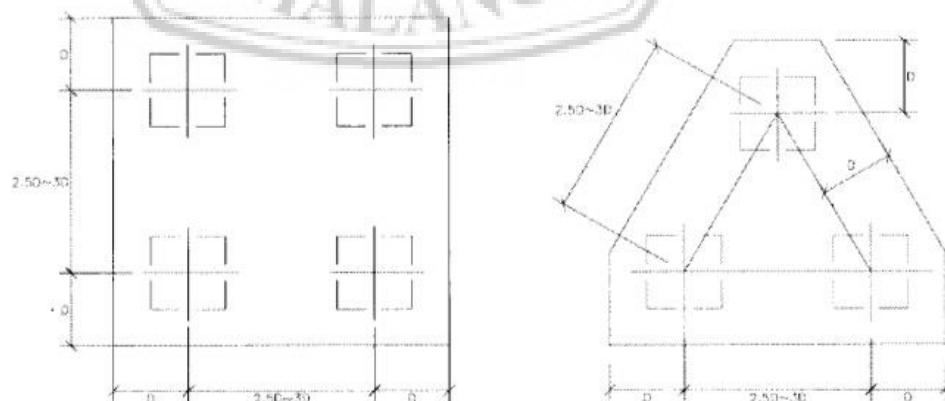
## 2.17 Perencanaan Dudukan Beton (*Pile Cap*)

Dudukan beton atau *Pile cap* berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *pile cap* dilakukan anggapan sebagai berikut.

1. *Pile cap* sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata (Pamungkas, 2013).

### 2.17.1 Dimensi Dudukan Beton (*Pile Cap*)

Pamungkas (2013:87-88) menjelaskan bahwa jarak tiang mempengaruhi ukuran *pile cap*. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya diambil  $2,5D - 3D$ , dimana  $D$  adalah diameter tiang. Jarak tiang pada *pile cap* dijelaskan pada Gambar 2.11.



**Gambar 2.11** Jarak Tiang.(sumber: Pamungkas, 2013:88)



### 2.17.2 Penulangan Dudukan Beton (*Pile Cap*)

Menurut Rusdianto (2005), Penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan pelat. Perencanaan penulangan *pile cap* mempunyai beberapa langkah sebagai berikut.

- A. Merencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (2.48)$$

dimana:

$M_u$  = momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m) = h – 60 mm

- B. Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f_{c'}}} \quad (2.49)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \quad (2.50)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.51)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.52)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.53)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

dimana:

$F_{c'}$  = mutu beton (MPa)

$F_y$  = mutu baja (Mpa)

$\beta_1$  = 0,85

- C. Bila harga rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{renc} \quad (2.54)$$

dimana:

$A_s$  = luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

- D. Dengan hasil luas tulangan yang telah diketahui, maka dapat dilanjut dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung.

- E. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ( $d_{pakai} > d_{rencana}$ )

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan} \quad (2.55)$$

### 2.17.3 Tinjauan Terhadap Geser

#### 2.17.3.1 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Satu Arah

Penampang kritis terhadap geser pada pelat pondasi terletak sejauh  $d$  dari muka reaksi terpusat dan terletak pada bidang yang melintang pada seluruh lebar pelat. Apabila hanya geser dan lentur yang bekerja, maka kekuatan yang disumbangkan beton adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.56)$$

Gaya geser nominal penampang sejauh  $d$  dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga  $V_n \leq V_c$ .

Maka:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.57)$$

dimana:

$V_u$  = gaya geser sejauh  $d$  dari muka kolom

$V_c$  = geser beton

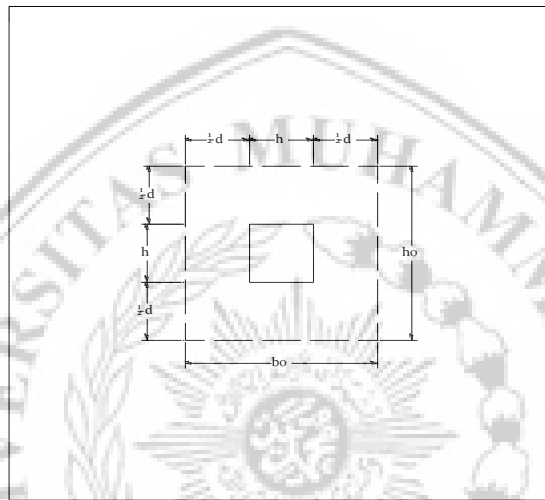
$b_w$  = lebar pondasi (m)

$d = h - d'$  ( $h$  adalah tinggi pelat dan  $d'$  adalah selimut beton)

$\phi = 0,6$  (reduksi kekuatan untuk geser)

### 2.17.3.2 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Dua Arah

Bidang penampang kritis yang tegak lurus bidang pelat mempunyai keliling dengan masing-masing sisi sebesar  $b_0$  dimana penampang kritis terjadi sejauh  $\frac{1}{2} d$  dari muka tumpuan yang diperlihatkan pada Gambar 2.11. Kekuatan geser beton pada penampang kritis tersebut adalah,



**Gambar 2.12** Daerah Geser Aksi Dua Arah pada Pelat Pondasi

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.58)$$

Dimana:

$$\begin{aligned} b_0 &= \text{keliling daerah kritis} \\ &= 2 (b_0 + h_0) \end{aligned} \quad (2.59)$$

$$\beta_0 = \frac{h}{b} \quad ; h \text{ (sisi panjang kolom)} \quad (2.60)$$

;  $b$  (sisi pendek kolom)

$d$  = tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq V_c + V_s \leq 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.61)$$

$V_s$  = kuat geser tulangan geser.

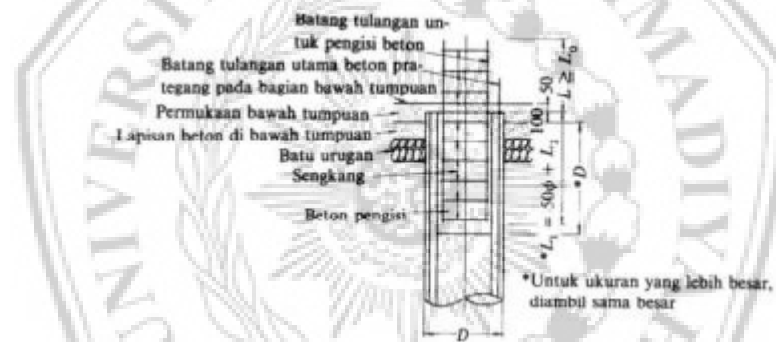
$$V_u = \frac{P_u}{A} (h_o^2 - b_o^2) \quad (2.62)$$

$P_u$  = beban berfaktor pada kolom

$A$  = luas pondasi ( $B \times L$ )

## 2.18 Perencanaan Sambungan Tiang Pancang dengan *Pile Cap*

Sambungan antara tiang pancang dengan *pile cap* direncanakan pada bagian yang terbenam cukup kecil, dengan memanfaatkan tulangan beton, dimana tiang masih dapat menahan momen yang terjadi. Perencanaan pondasi tiang pancang dengan *pile cap* dapat ditunjukkan pada gambar 2.1



**Gambar 2.13** Sambungan tiang pancang dengan *pile cap*

(Sumber: Ery dan Pamungkas 2013)

### 2.18.1 Perencanaan Beton Pengisi

Beton pengisi merupakan bagian yang mengalami penambahan direncanakan dengan dianggap sebagai penampang beton bertulang. Dalam hal ini tiang pancang beton prategang diabaikan. Perencanaan pemakaian tulangan berdasarkan peraturan SKSNI T15:1991-03 sebagai berikut.

Menentukan luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) yang akan digunakan. Menurut SNI 2847:2013, luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari **0,01  $A_g$**  atau lebih dari **0,08  $A_g$** .

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad (2.63)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n \quad (2.64)$$

dimana:

$A_g$  = luas penampang beton ( $\text{mm}^2$ )

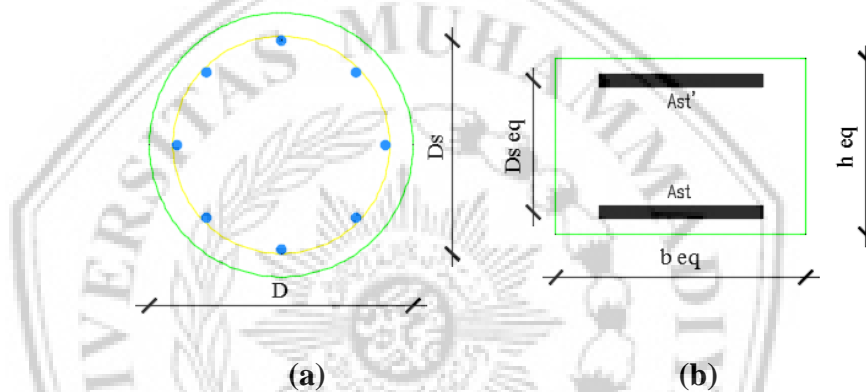
$A_{st}$  = luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

$D$  = diameter penampang beton (mm)

$D_{st}$  = diameter tulangan (mm)

$n$  = jumlah tulangan

Penampang pondasi tiang pancang (*spun pile*) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*).



Gambar 2.14 a. Penampang Lingkaran  
b. Penampang Ekuivalen Persegi

1. Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times D \quad (2.65)$$

2. Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{h_{eq}} \quad (2.66)$$

3. Luas tulangan total  $A_{st}$  didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st} \quad (2.67)$$

4. Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.68)$$

dimana:

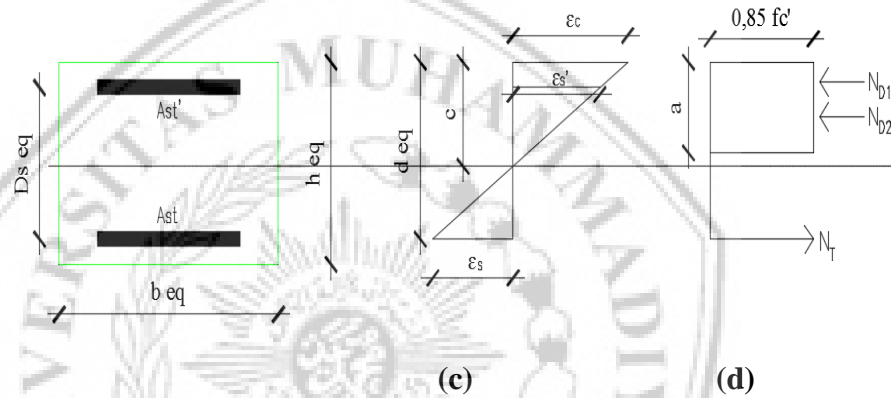
$D_s$  = tinggi efektif penampang (mm)

Cek eksentrisitas rencana yang diberikan ( $e$ ) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* ( $e_b$ ).

$$d_{eq} = D_{Seq} + \frac{h_{eq} - D_{Seq}}{2} \quad (2.69)$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.70)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.71)$$



**Gambar 2.14 c.** Diagram Regangan Penampang Ekuivalen Persegi

**d.** Diagram Tegangan Penampang Ekuivalen Persegi

Regangan pada baja tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \cdot \left( C_b - \frac{h_{eq} - D_{Seq}}{2} \right)}{C_b} \quad (2.72)$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$F_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad (2.73)$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0.85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad (2.74)$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0.85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot B_{eq} \cdot \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot$$

$$\left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{Seq}}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq} \right) \quad (2.75)$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} \quad (2.76)$$

$$e_b = \frac{Mu_b}{Pu_b} \quad (2.77)$$

- Jika keadaan **Pu < Pb** atau **e > eb**, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan **Pu > Pb** atau **e < eb**, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

Whitney juga memberikan persamaan pendekatan empiris untuk dimensi penampang kolom bulat, baik hancur tekan maupun tarik (Istimawan, 1993).

- Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tarik menentukan:

$$P_n = 0,85 f_c' h^2 \left( \sqrt{\left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38\right) \right) \quad (2.78)$$

- Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tekan menentukan:

$$P_n = \frac{A_s f_y}{\frac{3 e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g f_c'}{\frac{9,6 h e}{(0,8 h + 0,67 D_s)^2} + 1,18} \quad (2.79)$$

dimana:

$h$  = diameter penampang

$D_s$  = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

$e$  = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}} \quad (2.80)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} \quad (2.81)$$

$$\text{Syarat : } \phi P_n \geq P_u \quad (2.82)$$

### 2.18.2 Panjang Beton Pengisi

Panjang beton pengisi yang disyaratkan menurut Suyono S dan Kazuto Nakazawa (1994), dirumuskan sebagai berikut:

$$L = 50 \times \phi \quad (2.83)$$

Dimana:

$L$  = panjang beton pengisi (mm)

$\emptyset$  = diameter tulangan longitudinal untuk beton pengisi (mm)

### 2.18.3 Panjang Jangkar Penulangan (Penyaluran)

Panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik ( $ld$ ), tidak boleh kurang dari 300 mm dan harus memenuhi persamaan sebagai berikut (SNI 2847:2013)

$$ld = \left( \frac{fy}{1,1 \lambda \sqrt{fc'}} \cdot \frac{\psi t \cdot \psi e \cdot \psi s}{\left( \frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \quad (2.84)$$

Dimana:

$fy$  = Kuat tarik baja tulangan biasa

$\lambda$  = Untuk beton ringan, 0,7

Untuk beton normal, 1,0

$fc'$  = Tegangan tekan beton (Mpa)

$\psi t$  = Jika tegangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300 mm beton segar dicor dibawah panjang penyaluran atau sambungan  $\psi t = 1,3$ . Untuk situasi lainnya  $\psi t = 1,0$ .

$\psi e$  = semua batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan Dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut  $< 3db$ , atau spasi bersih  $< 6db$ ,  $\psi e = 1,5$ . Untuk semua bahan tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi atau kawat dilapisi epoksi lainnya,  $\psi e = 1,2$ . Untuk tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng  $\psi e = 1,0$ . Hasil  $\psi e$   $\psi e$  = tidak perlu  $> 1,7$

$\psi s$  = Untuk tulangan atau kawat ulir D19 atau yang lebih kecil  $\psi s = 0,8$ . Untuk batang tulangan D22 dan yang lebih besar  $\psi s = 1,0$

$Cb$  = yang lebih kecil dari jarak pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan setengah spasi kepusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan (mm)



Dijinkan untuk menggunakan  $K_{tr} = 0$  sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal

Batang tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan ( $l_{dc}$ ), harus diambil nilai yang terbesar dalam dua persamaan sebagai berikut akan tetapi tidak boleh kurang dari 200 mm.

$$l_{d1} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b \quad (2.85)$$

$$l_{d2} = (0,043 f_y) \times d_b \quad (2.86)$$

dimana:

$f_y$  = Kuat tarik baja tulangan biasa

$\lambda$  = Untuk beton ringan, 0,7

Untuk beton normal, 1,0

$f_c'$  = Tegangan tekan beton (Mpa)

$d_b$  = Diameter tulangan pokok (mm)

## 2.19 Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*Immediate settlement* atau *elastic settlement*)  $S_i$  dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*)  $S_c$ .

Penurunan total merupakan hasil jumlah dua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.87)$$

Dimana :

$S$  = penurunan total

$S_i$  = penurunan segera (*Immediate settlement*)

$S_c$  = penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

### 2.19.1 Penurunan Segera (*Immediate settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut :

$$S_i = \mu_i \mu_o \frac{qB}{E_u} \quad (2.88)$$

Dimana :

$S_i$  = penurunan segera

$q$  = tekanan yang terjadi ( $P_u/A$ )

$B$  = lebar kelompok tiang

$E_u$  = modulus deformasi pada kondisi *undrained*

$\mu_i$  = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas  $H$

$\mu_o$  = faktor reduksi untuk kedalam pondasi  $D_f$

### 2.19.2 Penurunan Konsolidasi (*consolidation settlement*)

Pada kondisi konsolidasi tanah yang terkonsolidasi normal, jika tebal lapisan tanah sama dengan  $H$  maka penurunan konsolidasi yang terjadi :

$$S_c = \frac{e_o - e}{1 + e_o} \cdot H \quad (2.89)$$

Dengan substitusi persamaan menjadi :

$$S_c = \frac{e_o - e}{1 + e_o} \cdot H = \frac{H}{1 + e_o} \cdot C_c \cdot \text{Log} \frac{P_o - \Delta P}{P_o} \quad (2.90)$$

Dimana :

$S_c$  = penurunan konsolidasi (m)

$H$  = tebal lapisan tanah (m)

$e_o$  = angka pori pada tegangan  $P_o$  (angka pori asli)

$e$  = angka pori pada tegangan  $P$

$C_c$  = indeks pemampatan (*Compression Index*)

=  $0,156 \cdot e_o + 0,0107$  (Rendon-Herrero, 1980)

$P_o$  = tegangan efektif pada lapisan tanah ( $t/m^2$ )

$\Delta P$  = perubahan tegangan pada lapisan tanah ( $t/m^2$ )

